

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2009, ročník IX, řada stavební

článek č. 22

Aleš NEVAŘIL¹**ODEZVA VÝŠKOVÉ KONSTRUKCE NA DYNAMICKÁ ZATÍŽENÍ****RESPONSE OF HIGH-RISE STRUCTURE TO DYNAMIC LOADS****Abstrakt**

Příspěvek popisuje odezvu kotveného stožáru na dynamické zatížení. Diskutuje otázku směru zatížení z pohledu konstrukce a též testuje vliv rychlosti šíření povrchových vln v základové půdě. Numerický příklad dokládá hodnocení odezvy pro tři směry zatížení a dvě rychlosti šíření. V závěru článku jsou uvedeny zajímavé napočítané odchylky, vnitřní síly a tlaky.

Abstract

The paper deals with the response of a guyed mast to the seismic action. It discusses the question of load direction with respect to the structure and the influence of the LR-wave velocity of propagation in the subsoil is examined. A numeric example is presented to illustrate the evaluation of response for three characteristic load directions and two velocities of propagation. There are presented some interesting calculated deflections, internal forces and stresses in the end of the paper.

Úvod

V inženýrské praxi se uplatňuje celá řada výškových konstrukcí. Jedná se např. o výškové administrativní budovy, rozhledny, vysílače, vodojemy, zavěšené a visuté mosty, u nichž pylony dosahují značných výšek [5] a další inženýrská díla. Výše jmenované konstrukce mohou být namáhány dynamickými silami, vzniklými zejména účinkem větru [2], pohybu dopravního proudu v případě mostů, ale také účinkem přírodní seismicity [1].

Zemětřesení, případně jiné zdroje seismicity, produkují několik základních typů vln, které se šíří zemním tělesem. Rozlišujeme tyto typy vln: podélné vlny (P-vlny), příčné (smykové) vlny (S-vlny) a povrchové vlny (RL-vlny). Rychlosti šíření i amplitudy přemístění se u jednotlivých typů vln liší. Pro stavební objekty se zpravidla jako nejnebezpečnější jeví povrchové vlny, a to zejména Loveovy vlny [3].

Metody analýzy

V současné době je při numerické analýze stavebních konstrukcí nejčastěji využíváno metody konečných prvků (MKP) [6]. Úloha odezvy diskretizovaného modelu konstrukce na její dynamické zatížení je popsána pohybovou rovnicí (1),

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}(t) \quad (1)$$

¹ Ing. Aleš Nevařil, Ústav stavební mechaniky, fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno, Česká republika, e-mail: nevaril.a@fce.vutbr.cz

kde zatížení $F(t)$ je specifikováno v závislosti na povaze daného jevu (vítr, zemětřesení, dopravní proud, atd.) Pro určení odezvy dle (1) lze využít dvou základních postupů, a to: výpočtu odezvy s využitím rozvoje podle vlastních tvarů kmitání a určení odezvy integrací pohybové rovnice (1) v časové oblasti.

Určení odezvy s využitím rozvoje podle vlastních tvarů kmitání

Tento postup předpokládá určení vlastních frekvencí a tvarů kmitání. Následně je možné soustavu (1) převést na systém vzájemně nezávislých rovnic a získat její řešení využitím řešení soustavy o jednom stupni volnosti. Výsledná odezva je potom superpozicí odezev řešených jednostupňových soustav. Tento postup je možné použít pouze pro lineární chování konstrukce. V případě konstrukcí s geometrickou nebo materiálovou nelinearitou neplatí superpozice vlastních tvarů kmitání, a tedy metodu nelze použít. Otázkou také je, jak získat vlastní frekvence a tvary kmitů v případě nelineárního chování konstrukce.

Určení odezvy integrací pohybových rovnic v časové oblasti

Pro určení odezvy nelineární úlohy (např. lanové prvky v konstrukci, tj. geometrická nelinearita) je možné při jejím výpočtu v časové oblasti využít např. přímé integrace pohybových rovnic (lze řešit např. Newmarkovou metodou). Tlumící charakteristiky konstrukce je možné zadat do výpočtového modelu např. prostřednictvím Rayleighova útlumu popsaného vztahem (2), kde matice tlumení \mathbf{C} je určena na základě matice hmotnostních konstant konstrukce \mathbf{M} , matice tuhostních konstant \mathbf{K} a součinitelů tlumení α, β .

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (2)$$

Vzhledem k faktu, že matice tuhosti je měněna během geometricky nelineárního výpočtu (jedná se o tečnou matici tuhosti) použití „ β -tlumení“ se nezdá být výhodné [4]. Dalším z faktů znevýhodňujícím tento typ tlumení je situace, kdy lanové části konstrukce nejsou namáhány tahem, tj. jejich tuhost je velmi nízká, a tedy je snížen i tlumící účinek. Tato situace může vést ke konvergenčním problémům při numerickém řešení odezev některých konstrukcí. Tlumení je tedy výhodné modelovat pomocí koeficientu tlumení matice hmotnosti α . Úlohu odezvy konstrukce na seismické zatížení je možné řešit včetně vlivu dalších zatížení, např. zatížení větrem, i když zpravidla je toto řešeno samostatně (seismická událost je chápána jako mimořádná návrhová situace).

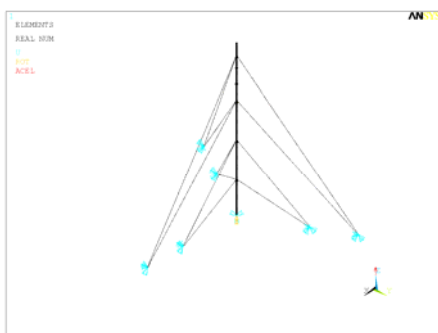
Model kotveního stožáru

Analyzovanou konstrukci je 294 m vysoký anténní stožár kotvený lany ve čtyřech výškových úrovních +61,25 m, +128,75 m, +196,25 m a +271,25 m, obr. 1. Těleso stožáru je kotveno do tří směrů, kdy dvě nižší a dvě vyšší úrovně kotvení mají vždy v daném směru jeden společný kotevní blok umístěný ve vzdálenosti 105 m, resp. 175 m. Kotevní lana jsou ocelová, předběžně vytažená, s jednou vrstvou Z-drátů. Dřík je tvořen ocelovou troubou o průměru 2,1 m a má po výšce proměnnou tloušťku stěny 7 – 12 mm. V patě je kloubově uložen. Od úrovně +273,3 m navazuje na dřík sklolaminátový anténní nosič o průměru 1,9 m. Stožár je vybaven anténním systémem a revizními lávkami, viz obr. 2, detailní informace jsou uvedeny ve výzkumné zprávě [4]. Úloha byla modelována s použitím programového systému ANSYS, a to aplikací jeho prutových prvků BEAM44 pro dřík stožáru a prvků LINK10 pro kotevní lana. Výpočtový model se skládá z 1048 prvků lokalizovaných 1971 uzly.

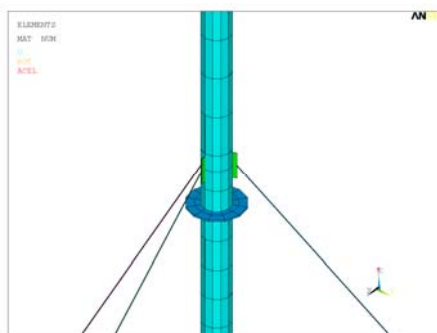
Odezva v časové oblasti

Dynamická odezva stožáru byla získána přímou integrací pohybových rovnic Newmarkovou metodou. Odezva dříku stožáru je uvedena v 9 charakteristických místech (v místech lanových podpor, ve středu polí a v patě stožáru). Jednotlivá místa jsou označena číslicemi 2 až 10 a zobrazena na obr. 3.

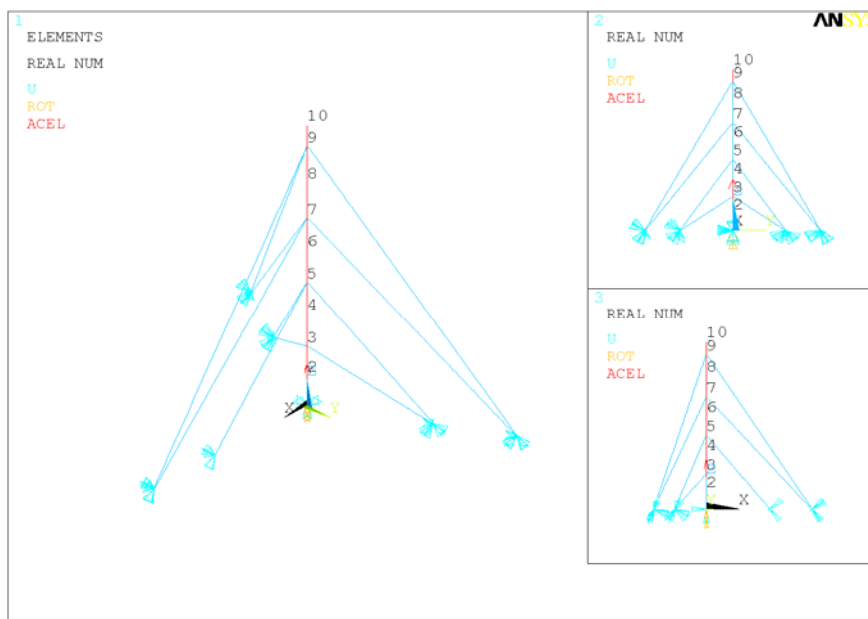
Velikost poměrného útlumu byla uvažována hodnotou $\xi = 0,5 \%$. Vzhledem k faktu, že je třeba nahradit poměrný útlum ξ tlumením Rayleighovým, viz odst. 2.2, byla velikost součinitele α určena tak, aby výsledný poměrný útlum odpovídal přibližně první vlastní ohybové frekvenci dříku stožáru o hodnotě přibližně 0,5 Hz.



Obr. 1



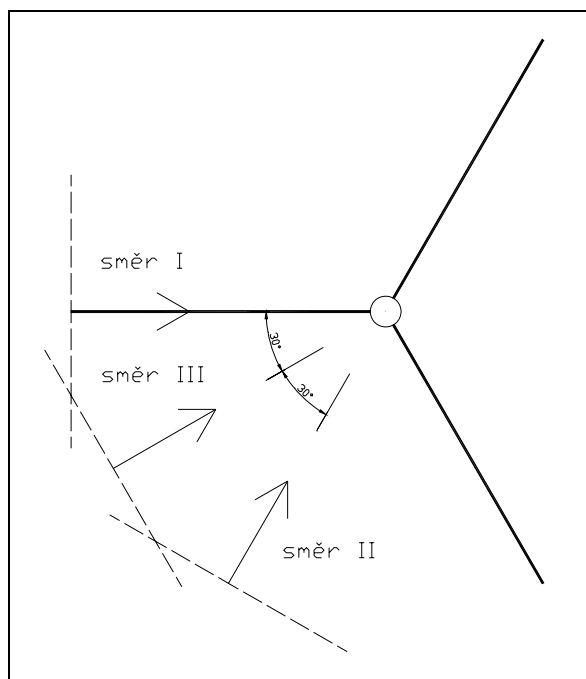
Obr. 2



Obr. 3

Byl zkoumán vliv rychlosti šíření vlnění podloží stožáru a vliv směru zatížení seismickou událostí na výsledný deformační a napjatostní stav konstrukce. Bylo využito záznamu zemětřesení z Imperial Valley v Kalifornii (El Centro) z 19.5.1940. Na základě známých hodnot zrychlení byly určeny hodnoty pole přemístění. Byly provedeny výpočty pro případ rychlosti šíření vlnění $v_1 = 1 \text{ km} \cdot \text{s}^{-1}$ (odpovídá povrchovým vlnám v jílech), $v_2 = 3 \text{ km} \cdot \text{s}^{-1}$ (odpovídá povrchovým vlnám v pevných horninách), kdy dochází k jistému časovému rozdílu mezi účinkem vln na jednotlivé podpory stožáru, také byla analyzována srovnávací varianta, kdy byl tento časový rozdíl zanedbán (varianta byla dále označena v_0).

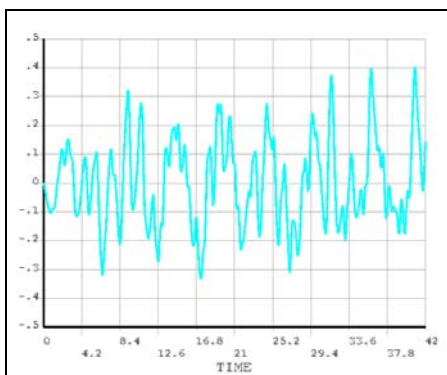
Byl zkoumán směr zatížení stožáru zemětřesením. Byly vybrány tři charakteristické směry na konstrukci, označené I, II a III. Tyto směry korespondují s návětrným a závětrným působením větru na lanovou osнову a s účinkem větru kolmo k lanové osnově. Jednotlivé směry jsou spolu s časovou rovinou $t = 0 \text{ s}$ zobrazeny na následujícím obrázku. Seismické zatížení vždy působilo maximální hodnotou vodorovného přemístění ve vybraných směrech. Čárkovně znázorněná rovina na obr. 4 představuje polohu vlny v čase $t = 0 \text{ s}$ pro jednotlivé směry působení. Podloží nebylo modelováno. Jednotlivé podpory stožáru včetně jeho paty byly tedy zatíženy stanovenými přemístěními ve vzájemně odlišných časových okamžicích. Jedná se o výrazné zjednodušení šíření vlnění podloží, nicméně pro ověření významu vlivu rychlosti šíření vlnění podloží a vliv směru zatížení se dané zjednodušení jeví jako dostatečná.



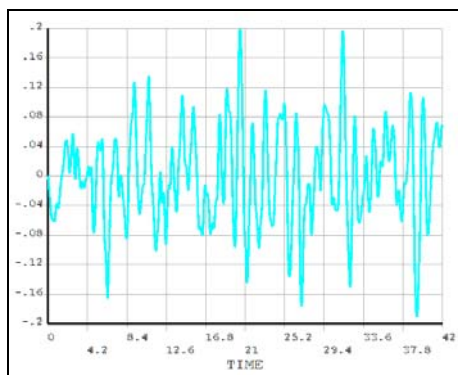
Obr. 4

Výsledná přemístění a napětí

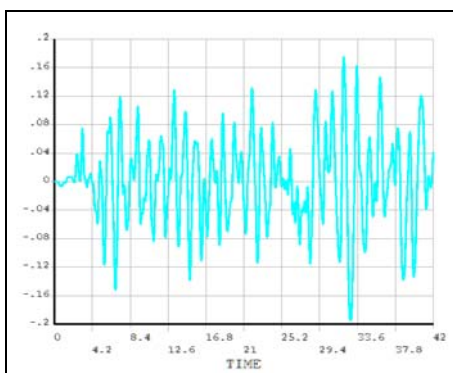
V grafech 1 a 2 je zobrazeno přemístění ve vrcholu stožáru pro účinek seizmického zatížení ve směru I. V grafu 1 v případě rychlosti v_1 a v grafu 2 v případě rychlosti v_2 . Obdobně v grafech 3 a 4 je zobrazeno přemístění ve vrcholu stožáru pro účinek seizmického zatížení ve směru II a rychlostí v_1 a v_2 .



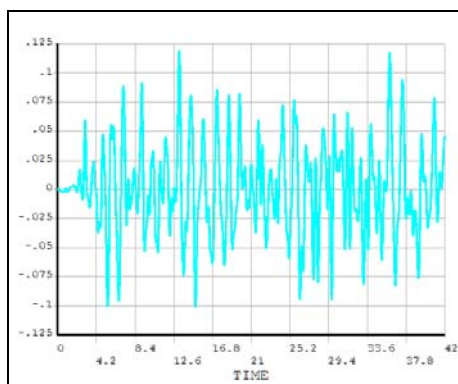
Graf 1 (čas v s, přemístění v m)



Graf 2 (čas v s, přemístění v m)

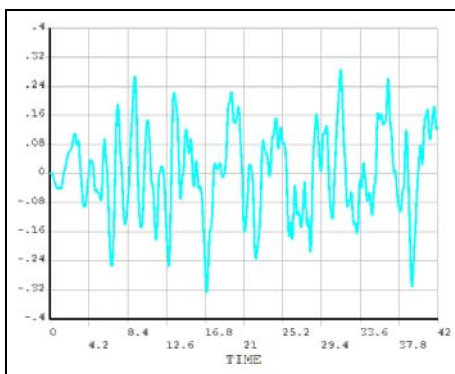


Graf 3 (čas v s, přemístění v m)

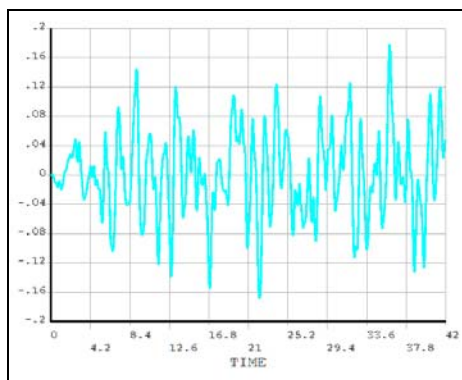


Graf 4 (čas v s, přemístění v m)

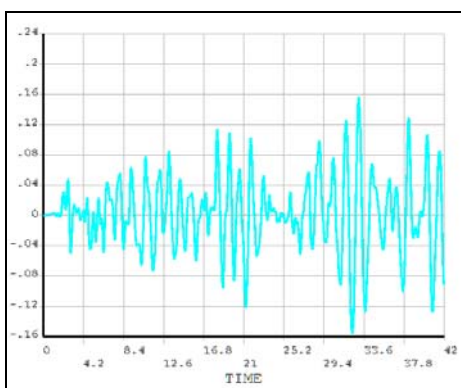
Odezva na seizmické zatížení ve směru III je zobrazena v grafech 5 a 6. Obdobně je uvedena odezva pro varianty, kdy byl časový rozdíl účinku zemětřesení na jednotlivé podpory stožáru zanedbán v grafech 7 (směr I), 8 (směr II) a 9 (směr III).



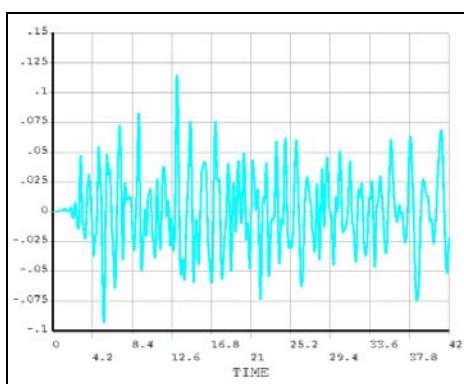
Graf 5 (čas v s, přemístění v m)



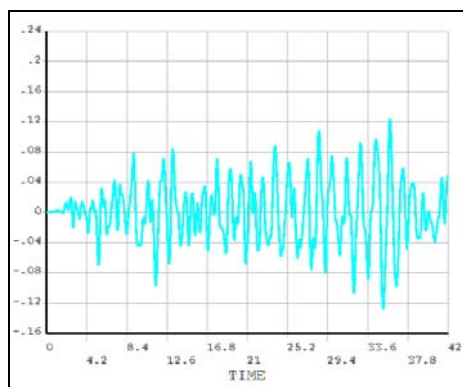
Graf 6 (čas v s, přemístění v m)



Graf 7 (čas v s, přemístění v m)

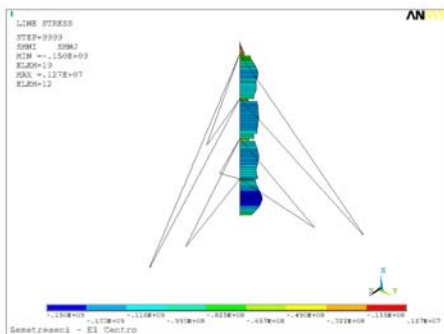


Graf 8 (čas v s, přemístění v m)

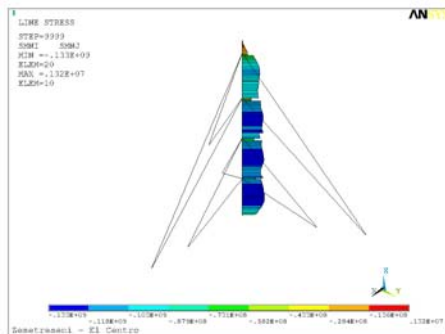


Graf 9 (čas v s, přemístění v m)

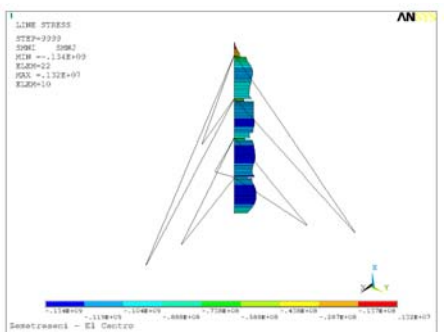
Byly určeny extrémní hodnoty normálových napětí dříku stožáru. Získaná pole napětí jsou zobrazena pro směr zatížení I, II a III a rychlost šíření vlnění v_1 na obr. 5 až obr. 7. Na obr. 8 jsou zobrazena maximální normálová napětí kotevních lan pro zatížení ve směru I a rychlost šíření vlnění v_1 .



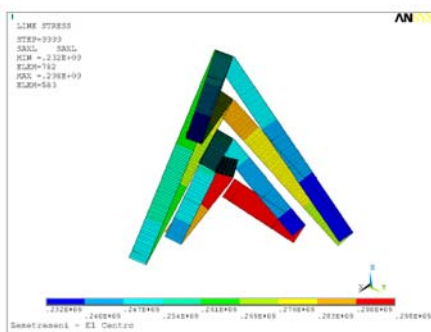
Obr. 5



Obr. 6



Obr. 7



Obr. 8

Závěry

Na základě provedených numerických simulací odezvy kotveného stožáru na seismické zatížení byly získány následující dílčí závěry.

Byl prokázán výrazný vliv rychlosti šíření vlnění v podloží na výsledná přemístění dříku stožáru. Srovnáním přemístění vrcholu konstrukce při různých předpokládaných rychlostech bylo zjištěno, že dochází až ke dvojnásobnému nárůstu maximální výchylky oproti variantě, kdy nebyl časový rozdíl při šíření vlny uvažován (varianta v_0).

Maximální hodnoty normálových napětí dříku stožáru dosahovaly při směru zatížení I a rychlosti šíření vlny 1 km s^{-1} hodnoty až 150 MPa. Ve variantě v_0 bylo maximální normálové napětí stanoveno hodnotou 129 MPa. V ostatních variantách výpočtu se tyto extrémy pohybovaly mezi 121 až 134 MPa. Pro zajímavost lze uvést, že maximální napětí kotevních lan dosahovala v jednotlivých variantách hodnot od 294 do 318 MPa. Obdobně posouvající síla působící na patu dříku stožáru se pohybovala v rozsahu od 80 kN do asi 280 kN.

Uvedená studie ukazuje možnosti numerického řešení odezvy výškových konstrukcí na seismické zatížení. Bylo prokázáno, že při analýze daného kotveného stožáru je třeba zohlednit jak vliv směru zatížení, tak vliv časového rozdílu účinku

seizmického zatížení vzniklého vlivem jeho šíření podloží. Pro kvantifikaci významnosti citovaných vlivů by bylo třeba studovat odezvu různých konstrukcí na větší množství seismických událostí.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS a s přispěním grantu GAČR, GA103/08/0275 Citlivostní analýza faktorů ovlivňujících mezní stavy tenkostěnných konstrukcí.

Literatura

- [1] AMIRI, G. G. Seismic Sensitivity Indicators for Tall Guyed Telecommunication Towers. *Computers & Struct.*, 80, 2002, pp. 349 – 364.
- [2] GHAFARI OSKOEI, S. A., MCCLURE, G. Dynamic Analysis of Cable Roofs Under Transient Wind: A Comparison Between Time Domain and Frequency Domain Approaches. *Tsinghua Science and Technology*, Vol. 13, No. S1, 2008, pp. 53 – 57, ISSN 1007-0214.
- [3] HENSLEY, G. M., PLAUT, R. H. Three-Dimensional Analysis of the Seismic Response of Guyed Masts. *Engineering Struct.*, 29, 2007, pp. 2254 – 2261.
- [4] KANICKÝ, V., WASGESTIÁN, I. *Výzkumná zpráva č. 494/71, TV Střední Slovensko (Suchá hora), TV Východní Slovensko (Dubník)*. ÚTAM Brno, 1971.
- [5] RASSEM, M., GHOBARAH, A., HEIDEBRECHT, A. C. Site Effects on the Seismic Response of a Suspension Bridge. *Engineering Struct.*, Vol. 18, No. 5, 1996, pp. 363 – 370.
- [6] *ANSYS User's Manual*, Revision 10.0, SAS IP, Inc., 2005.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., VŠB – Technická univerzita Ostrava, FAST